

ANÁLISE EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE MECÂNICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COMPARADAS A VIGAS DE CONCRETO PROTENDIDO COM A MESMA SEÇÃO E ARMADURAS EQUIVALENTES

Samuel Giassi Zanette (1), Alexandre Vargas (2)

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1) samuel@giassi.com.br (2) alexandrevargas@terra.com.br

RESUMO

O objetivo do estudo foi avaliar experimentalmente o comportamento mecânico e os deslocamentos em vigas de concreto protendido e concreto armado, mantida a mesma seção transversal e comprimento. Foram executadas seis vigas, sendo três com armadura passiva mínima estabelecida pela NBR 6118:2003 e as outras três utilizando protensão de maneira a resistir aos mesmos esforços de cálculo do primeiro grupo. Todas as amostras foram submetidas a ensaios de flexão a quatro pontos para determinação da carga para deformação máxima permitida pela norma NBR 6118:2003 para as vigas com armadura passiva, a carga de ruptura e comparação de abertura de fissuras quando submetidas às mesmas cargas e deslocamentos. A restrita utilização de elementos protendidos em obras usuais na região de Criciúma/SC justificou o interesse pelo estudo. Os ensaios foram realizados no Laboratório Experimental de Estruturas (LEE). Os resultados obtidos mostraram que as vigas com armaduras ativas obtiveram resistências mecânicas 65% superiores em relação às com armadura passiva, e deslocamentos 83% inferiores quando comparados às mesmas cargas aplicadas nas vigas dotadas somente de armaduras passivas.

Palavras-Chave: Ensaio de Flexão. Concreto Armado. Concreto Protendido.

1. INTRODUÇÃO

O concreto é o material estrutural mais utilizado no mundo. Seu consumo anual é da ordem de uma tonelada por habitante. Entre os materiais utilizados pelo homem, o concreto perde apenas para a água (PINHEIRO et al, 2010). É uma mistura heterogênea obtida por materiais compostos por cimento Portland, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita ou cascalho) e água (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007). O concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração (cerca de 10 % da sua resistência à compressão). Assim sendo, é importante juntar ao concreto um



material com alta resistência à tração, com o objetivo deste material, disposto convenientemente, resistir às tensões de tração atuantes (BASTOS, 2006).

A armadura do concreto armado é chamada “armadura passiva”, que significa que as tensões e deformações nelas aplicadas devem-se exclusivamente aos carregamentos aplicados nas peças onde está inserida (PFEIL, 1985). No entanto, o conceito de concreto armado envolve ainda o fenômeno da aderência, que é essencial e deve obrigatoriamente existir entre o concreto e a armadura, pois não basta apenas juntar os dois materiais para obter o concreto armado (PEDERIVA JÚNIOR, 2009). Dentro desse contexto, o trabalho conjunto, solidário entre o concreto e a armadura, fica bem caracterizado na análise de uma viga de concreto simples (sem armadura), que rompe bruscamente tão logo surjam as primeiras fissuras, após a tensão de tração atuante alcançar e superar a resistência do concreto à tração. Entretanto, colocando-se uma armadura convenientemente posicionada na região das tensões de tração, eleva-se significativamente a capacidade resistente da viga (BASTOS, 2006). O objetivo de cálculo de dimensionamento de uma estrutura em concreto armado é garantir que ela resista com uma segurança adequada aos carregamentos provocados pelas cargas solicitantes, além de não apresentar deformações excessivas para que possam comprometer o conforto de sua utilização (SÜSSEKIND, 1983).

O concreto protendido pode ser entendido como um refinamento do concreto armado, no qual a ideia básica é aplicar tensões prévias de compressão nas regiões da peça que serão tracionadas pela ação do carregamento externo aplicado. Desse modo, as tensões de tração são diminuídas ou até mesmo anuladas pelas tensões de compressão pré-existentes ou pré-aplicadas. Com a protensão contorna-se a característica negativa de baixa resistência do concreto à tração (PFEIL, 1988). Com base nisso, pode-se definir protensão como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações (PFEIL, 1988). A resistência à ruptura das vigas de concreto armado e protendido obedece aos mesmos princípios físicos, considerando-se, entretanto, que as armaduras protendidas atingem, na ruptura, tensões mais elevadas que as armaduras não protendidas. Porém, no concreto protendido ainda há a necessidade de se considerar as perdas de protensão, que são as perdas de esforços ocorridos nos cabos de protensão. Estas



perdas podem ser classificadas em dois grupos: perdas imediatas e perdas retardadas (PFEIL, 1991). Segundo Pfeil (1988), a estrutura de concreto protendido é tradicionalmente dividida em três modalidades, conforme o seu comportamento sob cargas em serviço: concreto protendido com protensão total, concreto protendido com protensão limitada e concreto protendido com protensão parcial. De acordo com a NBR 6118:2003, a escolha do tipo de protensão deve ser feita em função da abertura de fissuras devido à classe de agressividade do ambiente. Um dos grandes cuidados que se deve ter no dimensionamento de uma estrutura, é quanto a sua deformação excessiva, pois dependendo do tipo de utilização da edificação, ela poderá ficar inapropriada para o uso. A Norma NBR 6118:2003 recomenda que sejam calculados o deslocamento imediato (flecha) e o deslocamento ao longo do tempo (fluência), pois se estima que os deslocamentos gerados pela fluência do concreto cheguem a ser três vezes maiores que os da flecha imediata. De acordo com Rusch (1981), a flecha imediata é reduzida com a protensão. Por estes motivos, em estruturas de concreto protendido, será necessária a verificação da flecha em casos excepcionais. Uma das grandes causas de degradação acelerada em elementos de concreto armado e concreto protendido é devido às fissuras. A fissuração nos elementos estruturais de concreto é causada pela baixa resistência à tração do concreto. Apesar de indesejável, o fenômeno da fissuração é natural (dentro de certos limites) no concreto armado, já no concreto protendido, dependendo da classe de agressividade ambiental e do tipo de protensão, é inadmissível o aparecimento de fissuras (SILVA, 2003).

2. MATERIAIS E MÉTODO

Para o desenvolvimento da pesquisa foram moldadas seis vigas divididas em dois grupos de três: o primeiro foi dotado de armadura passiva mínima estabelecida pela NBR 6118:2003 e o segundo grupo com armadura protendida equivalente à capacidade resistente aos esforços de flexão. Todas as seis vigas tinham seção transversal padronizada. O concreto utilizado foi o C35 usinado e aço CA50. Todas as amostras foram submetidas a ensaio de flexão em quatro pontos para a

determinação dos seguintes dados:



- Carga para gerar uma deformação de L/250;
- Quantidade de fissuras quando o deslocamento alcançou L/250 (máximo deslocamento estabelecido pela NBR 6118:2003)
- Carga de ruptura da viga;
- Deslocamento no momento da ruptura.

2.1. Dimensionamento das armaduras de flexão

De acordo com a NBR 6118/2003 – Tabela 17.3, a taxa de armadura mínima de combate à flexão ficará em função da área da seção transversal e formato da mesma, além da resistência característica do concreto aos 28 dias de idade (f_{ck}), como descreve a equação (I).

$$A_{s,min} = 0,201\% * A_c \quad \text{Equação (I)}$$

Aplicando-se a equação (I) para a seção adotada, obteve-se uma área de aço mínima de 0,72 cm², sendo utilizadas duas barras de 5,0 mm mais uma barra de 6,3 mm de aço CA-50. Conhecendo-se a área de aço (A_s) que seria utilizada, foi possível determinar teoricamente, o máximo momento fletor de serviço (M_k) resistido pela viga de concreto armado, cujo resultado apresentou o valor de 5.827,62 N*m. Para essa determinação, foram utilizadas as equações (II), (III) e (IV) respectivamente:

$$x = \frac{A_s * f_{yd}}{0,68 * b_w * f_{cd}} \quad \text{Equação (II)}$$

$$M_d = 0,68 * f_{cd} * b_w * x * (d - 0,4 * x) \quad \text{Equação (III)}$$

$$M_k = \frac{M_d}{1,4} \quad \text{Equação (IV)}$$

Onde: x – Altura da linha neutra

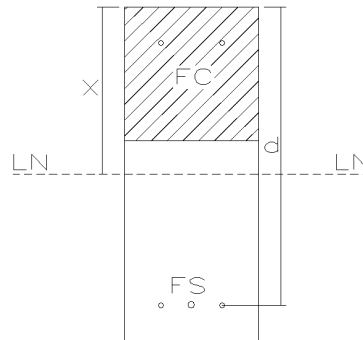
b_w – Largura da seção transversal

f_{cd} – Valor da resistência de cálculo à compressão do concreto ($f_{ck}/1,4$)

M_d – Momento fletor de cálculo

M_k – Momento fletor de serviço

Figura 1 – Viga de concreto armado



Fonte: Autor (2012)

Depois de obtido o valor do máximo momento fletor resistido pela viga de concreto armado, procedeu-se o dimensionamento da viga de concreto protendido. A mesma foi dimensionada para resistir um momento fletor de 5.827,62 N*m, pois de acordo com a proposta do estudo, as duas modalidades de vigas deveriam ser dimensionadas para as mesmas solicitações. Para o dimensionamento, a teoria estudada sobre concreto protendido especifica que a seção esteja totalmente comprimida com o momento solicitante atuante, pois essa deverá ser comparada a um corpo homogêneo, podendo ser assim analisada, logo, poderão ser calculadas as tensões que o momento fletor geraria nos bordos da viga e, em seguida, a força necessária de protensão para anular a tensão gerada pelo momento fletor no bordo inferior. Esse dimensionamento foi elaborado utilizando as equações (V) e (VI).

$$\sigma_C = \frac{-M * y}{I} \quad \text{Equação (V)}$$

$$\sigma_{CP1} = P * \left(\frac{1}{Ac} + \frac{ep}{W1} \right) \quad \text{Equação (VI)}$$

Onde: σ_C – Tensão na borda inferior

M – Momento fletor de serviço

y – Distância da borda até o centro de gravidade

I – Momento de inércia da seção de concreto

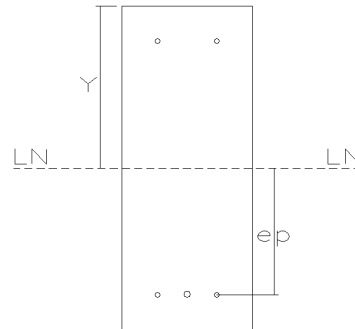
σ_{CP1} – Tensão produzida pela protensão na borda inferior

P – Esforço de protensão

Ac – Área bruta da seção de concreto

e_p – Distância do centro de gravidade da seção até o centro de gravidade do cabo de protensão
 W – É o momento resistente

Figura 2 – Viga de concreto protendido



Fonte: Autor (2012)

Através destas equações, concluiu-se que haveria a necessidade de protender um fio de aço CP com esforço de 34,89 kN. Foi então adotado um fio de 6,0 mm aço CP-175 RB protendido com o esforço descrito anteriormente como armadura protendida, e duas barras de 5,0 mm de aço CA-50 como armaduras suplementares. Após calculado o esforço necessário de protensão, procedeu-se o cálculo das perdas de protensão, onde foram consideradas nos cálculos as perdas de protensão imediata por encurtamento elástico do concreto, e perdas de protensão retardada, que foram as perdas por retração e fluência do concreto e relaxação do aço.

2.2. Produção das vigas

A produção das vigas de concreto armado foi realizada pelo próprio pesquisador. Inicialmente, foram montadas caixas de madeiras para serem utilizadas como formas. As armaduras de combate à flexão, as duas barras de 5,0 mm e uma barra de 6,3 mm de aço CA-50 foram posicionadas respeitando-se o cobrimento das armaduras de 2,5 cm. O concreto utilizado para as vigas foi o do tipo usinado, conforme Figura 3.

Figura 3 – Produção das vigas de concreto armado

Formas



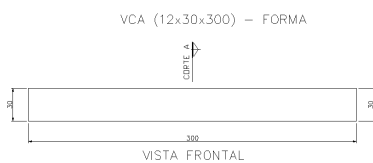
Armaduras



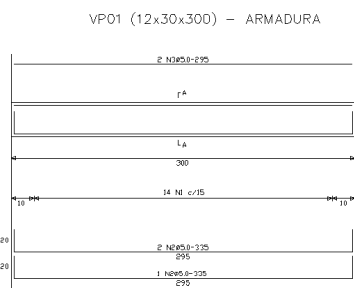
Vigas concretadas



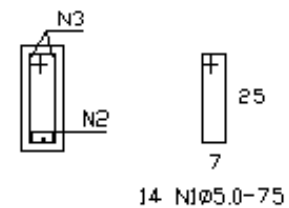
Vista frontal



Detalhamento



SEÇÃO A-A
ESC 1:20



Fonte: Autor (2012)

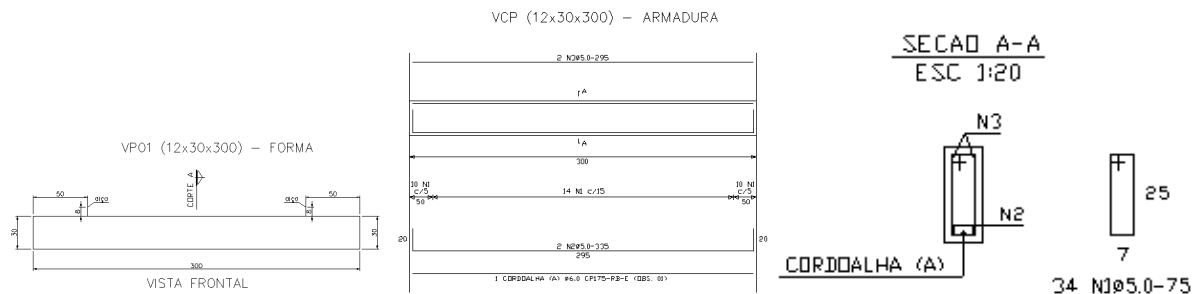
Para a produção das vigas de concreto protendido, optou-se por entrar em contato com uma empresa especializada, pois essa seria uma viga com armadura pré-tensionada, havendo a necessidade de máquinas especiais para protender a armadura antes da concretagem e uma pista de formas. As vigas foram produzidas pela empresa Cassol Pré-Fabricados, sendo enviado um detalhamento de como deveriam ser produzidas: 12 cm de largura por 30 cm de altura, resistência característica do concreto de 35 MPa e sendo armada com duas barras de 5,0 mm de aço CA-50 e um fio de 6,0 mm de aço CP-175 RB protendido a uma força de 34,85 kN.

Figura 4 – Produção das vigas de concreto protendido

Vista frontal

Detalhamento

Seção transversal



2.3. Realização do ensaio

Depois de passados os 28 dias de idade do concreto, as vigas foram transportadas para o Laboratório Experimental de Estruturas (LEE), localizado no I-Parque, iniciando-se os estudos no ensaio de resistência à flexão de quatro pontos. Para tanto, as vigas foram apoiadas sobre roletes nas extremidades, podendo ser consideradas como vigas bi-apoiadas. Estas foram sujeitas a um carregamento vertical crescente em seus terços médios, obtendo-se, assim, por meio de células de cargas e transdutores de deslocamento (LVDT), os valores de carga aplicada e deslocamento ocorrido no centro da viga com o acréscimo do carregamento. Através de programas computacionais, os dados fornecidos pelos sensores eram registrados em tabelas, podendo posteriormente ser feito uma análise completa dos resultados. A Figura 5 apresenta o esquema adotado para a realização do ensaio.

Figura 5 – Esquema do ensaio de flexão em quatro pontos



Fonte: Autor (2012)

Inicialmente, foram submetidas aos ensaios as vigas de concreto armado (Figura 6), obtendo-se os seguintes dados:

- Carga para gerar uma deformação de 12,00 mm;
- Quantidade de fissuras quando a deformação chegou a 12,00 mm;
- Carga de ruptura da viga;
- Deslocamento no momento da ruptura.

Figura 6 – Ensaio em viga de concreto armado



Fonte: Autor (2012)

Após concluídos os ensaios com as três vigas de concreto armado, deu-se início aos ensaios das vigas de concreto protendido (Figura 7), sendo observado os seguintes dados:

- Deformação da viga de concreto protendido ao ser submetido à mesma carga que gerou uma deformação de 12,00 mm na viga de concreto armado;
- Quantidade de fissuras quando submetido à mesma carga que gerou uma deformação de 12,00 mm na viga de concreto armado;
- Carga para gerar uma deformação de 12,00 mm;
- Quantidade de fissuras quando a deformação chegou a 12,00 mm;
- Carga de ruptura da viga;
- Deslocamento no momento da ruptura.

Figura 7 – Ensaio em viga de concreto protendido



Fonte: Autor (2012)

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

As três vigas de concreto armado apresentaram comportamento semelhante durante o estágio inicial de carga. As mesmas apresentaram deslocamentos constantes com o acréscimo de carga de até 20 kN. Após 20 kN, o aço iniciou o seu escoamento, deformando em média 5 mm com 5 kN acrescidos. Após a carga chegar a 25 kN, o aço pouco contribuiu para a resistência do conjunto, havendo deformações superiores com o pouco acréscimo de carga. Nota-se que após o carregamento de 30 kN, as vigas não suportaram mais o acréscimo de carga, havendo deslocamentos superiores até o escoamento da armadura. Diferentemente, as três vigas de concreto protendido apresentaram deformações mínimas, porém constantes com o acréscimo de carga de até pouco mais de 30 kN. Após esta carga, a tensão de protensão foi anulada na seção, dando início ao escoamento do aço e deformando com o acréscimo de carga, em uma média de 5 mm com o acréscimo de 10 kN. Nota-se que as deformações finais foram parecidas com as das vigas de concreto armado, porém resistindo a uma carga superior. Nesta modalidade, houve uma pequena diferença no comportamento da viga VCP 2, que necessitou de uma carga maior para iniciar o escoamento da armadura, porém no momento da ruptura, a carga registrada foi semelhante ao se comparar com as outras duas vigas.

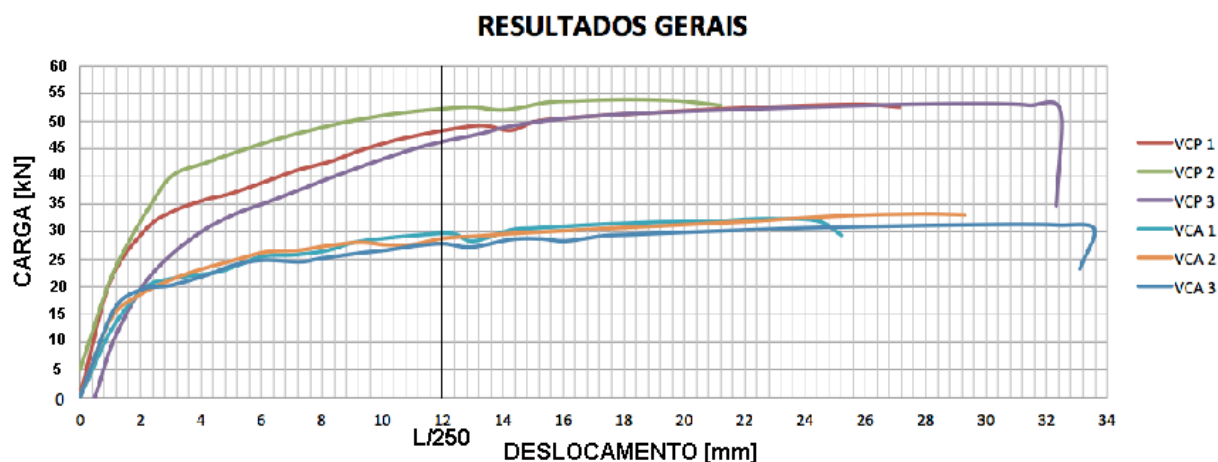
Tabela 1 – Resumo geral do ensaio

TIPO DE ARMADURA	VIGA	COMPRIMENTO TOTAL [m]	ÁREA DE AÇO [cm ²]	CARGA PARA L/250 [kN]	CARGA DE RUPTURA [kN]	DESLOCAMENTO MÁXIMO [mm]
ARMADURA PASSIVA	1	3	0,72	29,75	32,40	23,08
	2	3	0,72	28,88	33,15	28,15
	3	3	0,72	27,90	31,38	31,36
MÉDIA				28,84	32,31	
DESVIO PADRÃO				0,92	0,89	
ARMADURA ATIVA	1	3	0,683	48,59	53,11	25,31
	2	3	0,683	52,38	54,01	18,44
	3	3	0,683	46,60	53,24	29,03
MÉDIA				49,19	53,45	
DESVIO PADRÃO				2,94	0,49	

Fonte: Dados do pesquisador (2012)

Todos os resultados apresentados estão compilados no gráfico da Figura 8, no qual são apresentados os valores dos deslocamentos relacionados com as cargas aplicadas.

Figura 8: Cargas X deslocamentos – Viga de Concreto Armado (VCA) e Concreto Protendido (VCP).



Fonte: Autor(2012)

Com os ensaios realizados, os resultados obtidos mostraram que as vigas contendo armaduras ativas obtiveram resistências ao escoamento do aço superiores, e deslocamentos muito inferiores quando comparados às mesmas cargas que as vigas contendo somente armaduras passivas. Em uma média aritmética, observou-se que uma viga com armadura ativa suportou uma carga com cerca de 65,42% (aproximadamente 21,0 kN) superior a de uma viga com armadura passiva até o escoamento de sua armadura. Outra análise realizada foi a aplicação de carga

suportada por uma viga de concreto armado para gerar um deslocamento de $L/250$ (12,0 mm). A mesma necessitaria de uma carga de 28,5 kN para este deslocamento vertical, enquanto a viga de concreto protendido quando sujeita à mesma carga deslocou em média 2,12 mm, necessitando de uma carga de 49,0 kN para haver um deslocamento de 12,0 mm. A quantidade de fissuras quando o deslocamento atingiu 12,0 mm foi a mesma para as duas modalidades de armadura (7 em uma média aritmética geral). Porém, quando comparou-se a carga necessária para gerar este número de fissuras, observou-se que as vigas de concreto armado continham 7 fissuras com uma carga aplicada de 28,5 kN e as vigas de concreto protendido não apresentavam fissuras visíveis quando submetidas a esta mesma carga. Analisando os valores de cargas obtidos até a ruptura dos dois lotes de vigas, percebeu-se que mesmo dimensionando essa no estado limite-último (por teoria na ruptura), as vigas resistiram muito além do calculado. As vigas de concreto armado e de concreto protendido, teoricamente foram dimensionadas para resistirem 5,04 kN em cada aplicação de carga (no caso em dois pontos), no primeiro caso estas resistiram 319,92% a mais do calculado, e no segundo caso 529,23% a mais. Dessa forma, concluiu-se que, a partir dos mesmos valores de cargas utilizadas para o dimensionamento de vigas de concreto armado e concreto protendido, obteve-se resultados de resistência à ruptura, deformações e quantidade de fissuras muito distintos, mesmo quando foi utilizado o mesmo concreto, a mesma seção e quantidade de aço equivalente para os mesmos esforços de cálculo para os dois lotes.

4. CONCLUSÕES

A partir de elementos estruturais em escala real, esta pesquisa permitiu comparar vigas padronizadas de mesmas seções transversais, mesmos comprimentos e tipo de concreto, submetidas a ensaios monitorados de flexão em quatro pontos com diferentes tipos de armadura – passiva e ativa. Os resultados apontam para uma vantagem das vigas protendidas sobre aquelas com armadura passiva. O tema merece continuidade de pesquisa, uma vez que fatores como domínio da tecnologia e valores de execução não foram abordados, ficando como sugestão para



aprofundamento do assunto.

5. REFERÊNCIAS

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Bauru: UNESP, 2006.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos: EdUFSCar, 2007.

PEDERIVA JÚNIOR, Paulo Fernando. **Comparação dos custos envolvidos na construção de pavilhões com estruturas pré-moldadas e moldadas *in loco***. Ijuí: UNIJUÍ, 2009.

PFEIL, W. **Concreto armado**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985.

_____. **Concreto protendido - introdução**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1988.

PINHEIRO, Libâneo M. et al. **Introdução a estruturas de concreto**. 2010. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAe3pAAK/introducao-as-estruturas-concreto>>. Acesso em: 15 mar. 2012.

SANTOS, Roberto Eustáquio dos. CATOIA, Paulo. **A armação do concreto no Brasil: história da difusão do sistema construtivo concreto armado e da construção de sua hegemonia**. Belo Horizonte: UFMG, 2010.